

1987年8月台風12号による
平戸大橋の変形解析に関する報告書

平成元年9月

長崎大学工学部土木工学科
土木構造研究室
高橋和雄

**1987年 8 月台風12号による
平戸大橋の変形解析に関する報告書**

平成元年 9 月

**長崎大学工学部土木工学科
土木構造研究室
高橋 和雄**

目 次

第1章	まえがき	1
第2章	平戸大橋の台風12号による被害	2
2.1	被害の概要	2
2.2	平戸大橋の耐風設計	9
第3章	風荷重を受ける吊橋の解析理論	10
3.1	解析手法の概要	10
3.2	吊橋の一般図および記号	10
3.3	解析上の基礎的仮定	13
3.4	基礎方程式	13
3.5	風荷重のモデル化	14
3.6	ガラーキン法による解法	14
3.7	平戸大橋の構造諸元	16
第4章	平戸大橋の台風12号による変形とその考察	19
第5章	まとめ	24
第6章	参考文献	25

第1章 まえがき

平戸大橋は昭和52年に長崎県の田平と平戸を結ぶ雷の瀬戸に架設された支間 460m の 2 ヒンジ単純吊橋である。昭和62年 8 月の台風12号の直撃を受け、吊橋路面付近に設置している風速計は 8 月31日午前 1 時48分に最大瞬間風速 64m/sec を記録した[1]。平戸大橋の設計風速は、平戸測候所の資料から再現期間 100年、耐用年数50年、非超過確率 0.6として、吊橋の吊構造に対して 58.6m/sec となっている。平戸大橋は完成後10年の経過に過ぎないのに、設計風速を超える風荷重を受けたことになる。この台風によって、平戸大橋に平戸側伸縮装置、センタースティの緩みなどの破損が生じた。このような設計風速を超えたと考えられる風荷重を受けた吊橋の被害はこれまで例がなく、この台風12号による風荷重を受ける平戸大橋の挙動を明らかにしておくことは重要なことである。

そこで、本論文では、台風12号による風荷重を受ける平戸大橋の変形解析を行い、台風時に生じる吊橋の水平横たわみ、伸縮装置の位置における水平回転角を、風の迎え角をパラメーターとして明らかにする。これによって、伸縮装置の許容回転変位と台風時の回転変位の比較を行い、破損の原因を考えるとともに、台風12号の風速による変形と設計風速との差を明らかにする。

解析にあたって、台風時の吊橋の水平横たわみは大きくなるので、ケーブルの幾何学的非線形性を考慮するものである。また、風荷重は抗力、揚力、空力モーメントの各成分をもつこと、補剛トラスのキャンバーがねじれに効くことなどから鉛直、ねじれおよび水平横たわみの各変形が連成するとした取扱いが必要となってくる。したがって、解析において吊橋の補剛トラスを薄肉弾性ばりとみなした各変形の連成を考慮した基礎方程式を用いる。数値解析では、設計風速と台風12号の風速の 2 つの風荷重による変形解析を行い、各変形の大きさ、風の迎え角の影響および台風12号による被害との対比を行う。

第2章 平戸大橋の台風12号による被害

2.1. 被害の概要[1]

図一1に示すような進路をたどった昭和62年8月31日未明の台風12号で、長崎県福江、厳原、平戸の各地で観測史上の最大瞬間風速が記録された。昭和52年4月に開通した平戸大橋は南北の雷の瀬戸を横断する支間460mの2ヒンジ補剛トラス吊橋であるが[2]、このとき、橋面付近に設置されている風速計で最大瞬間風速64.0m/secの風的作用を受けた。この台風で、平戸大橋は、センタースティの緩みや伸縮装置の一部の破損が生じた。その被害の概要は次に示すとおりである。

(1) 吊橋のゴム伸縮装置が桁下からの風圧を受けて緩み、路面に露出した。

(写真1, 2)

(2) 平戸側伸縮装置路面部の遊間寸法が設計寸法20mmに対して、100～200mm程度に、拡大した。

(写真3, 4)

(3) 平戸側伸縮装置内部において、横梁と縦桁の取り付け部のボルトが緩み、破断した。

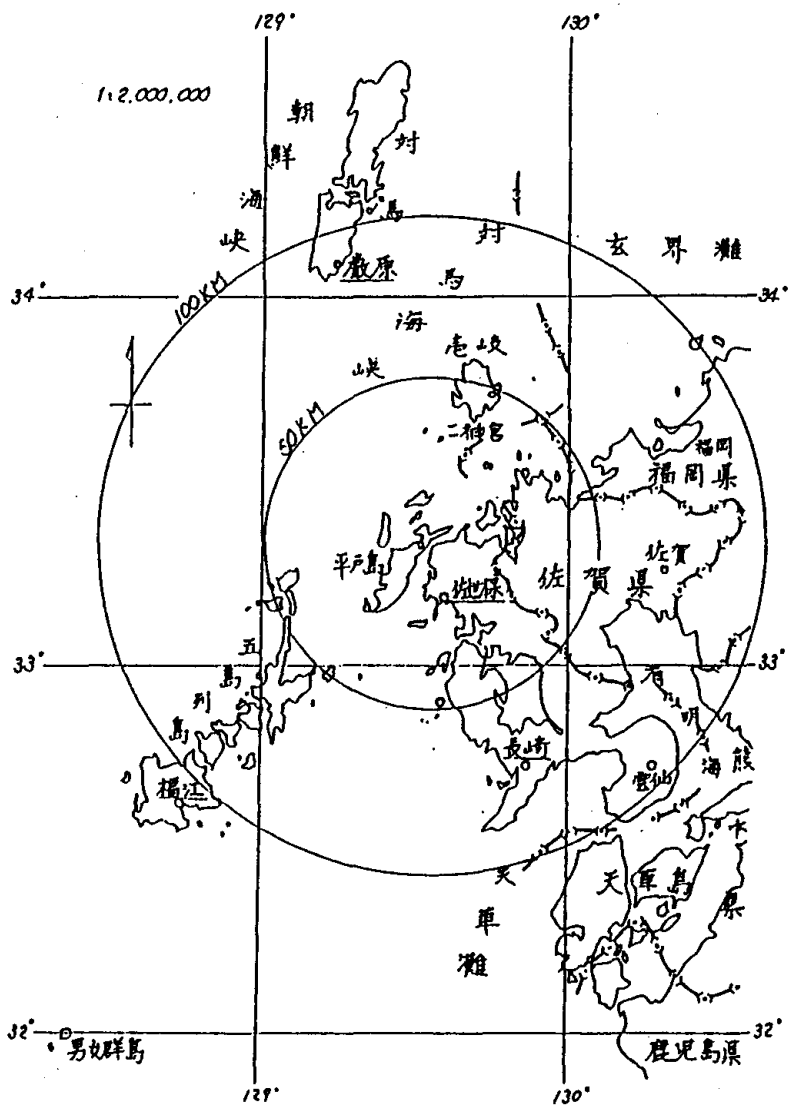
(写真5, 6)

(4) 平戸側伸縮装置楔形金物が約100mm程度、側径間側に移動して戻っていない。

(写真7)

(5) センタースティが緩み、ソケットが回転している。これは、ロープが弾性域から塑性域に達したものとみられる。

(写真8)



図一 平戸大橋の位置

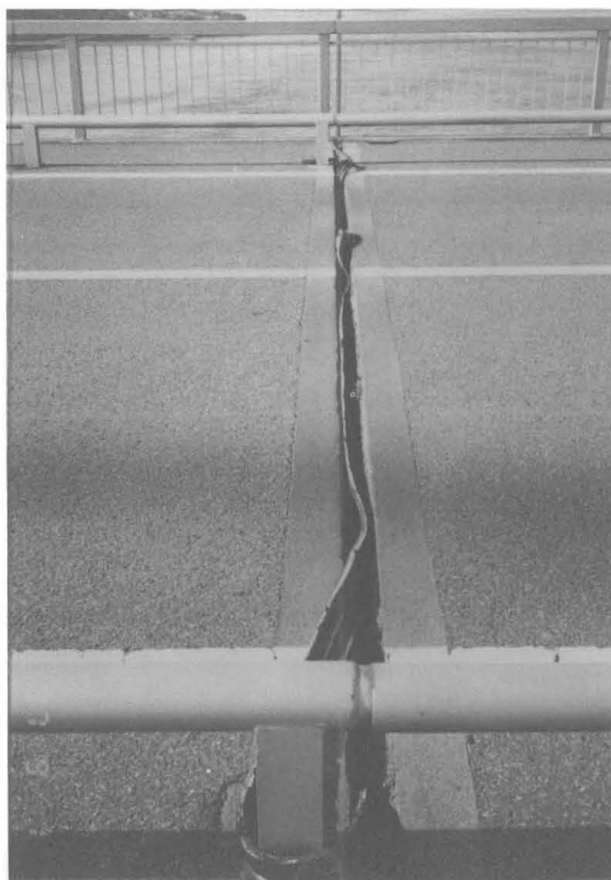


写真 1

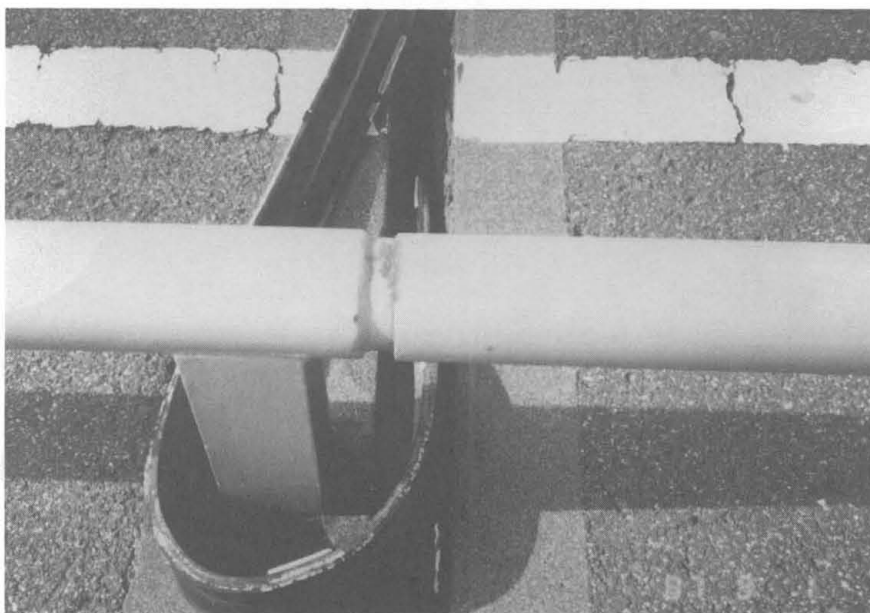


写真 2



写真 3

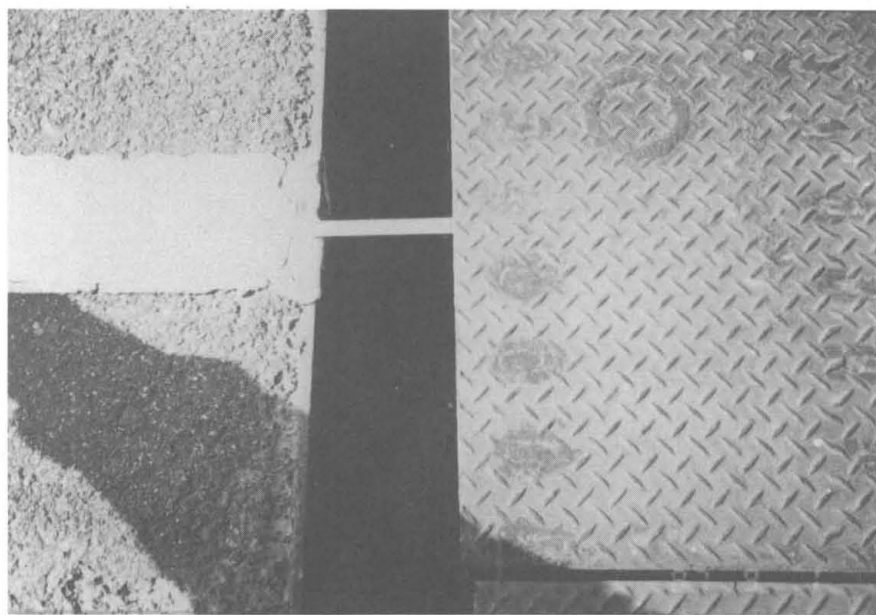


写真 4

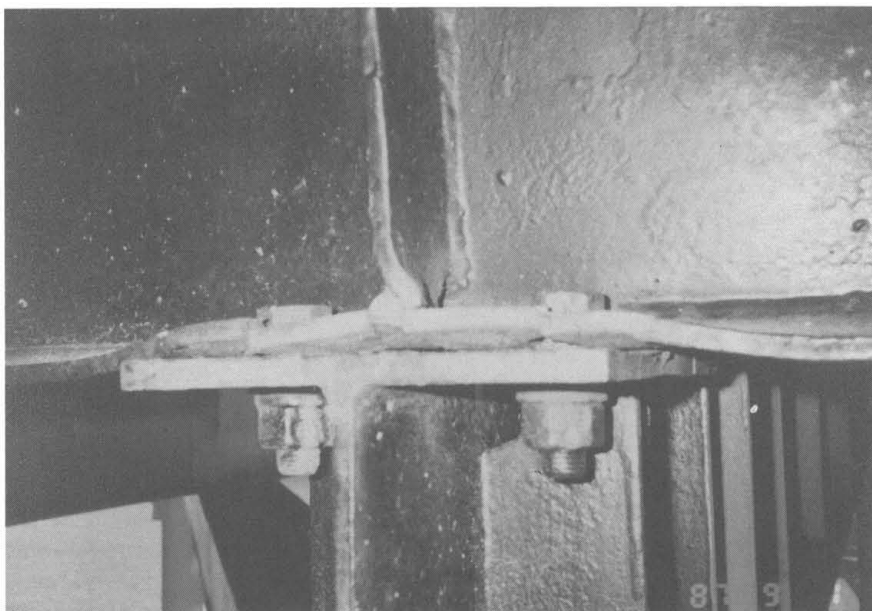


写真 5

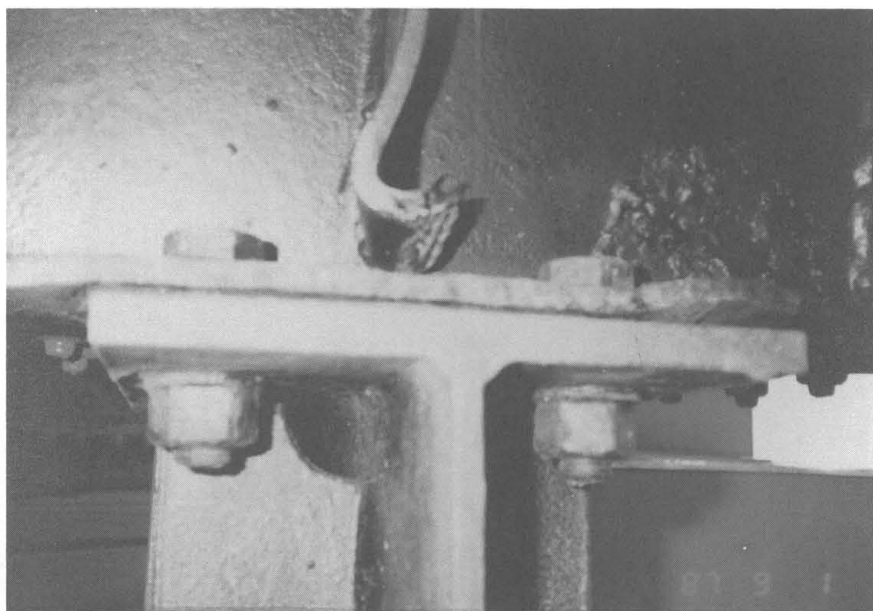


写真 6

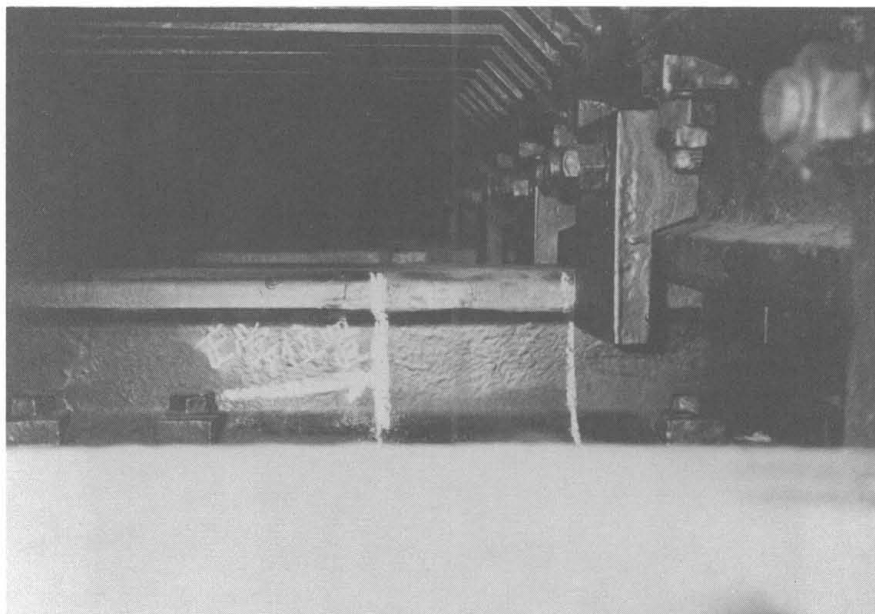


写真 7

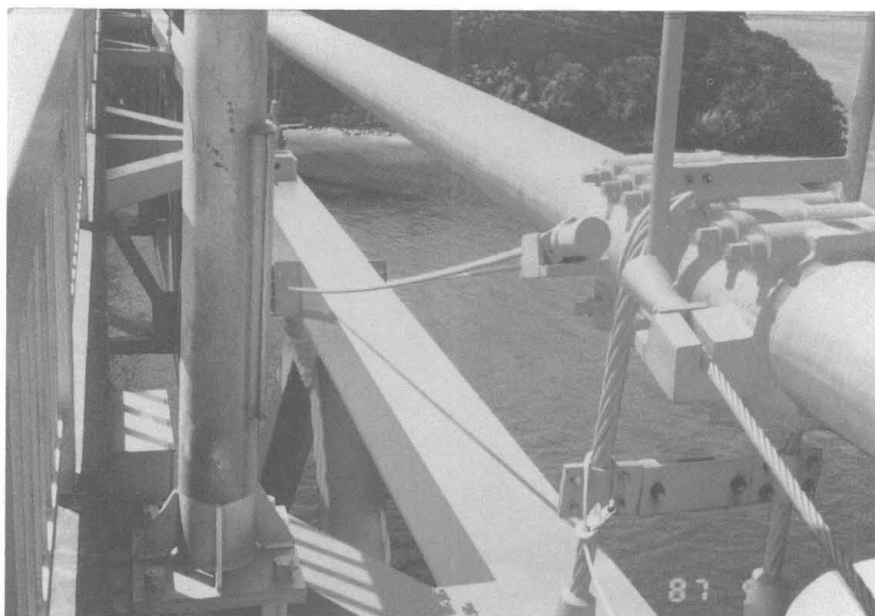


写真 8

2.2 平戸大橋の耐風設計[2]

設計風速を求めるためには、その基礎となる基本風速を求める必要がある。再現期間と風速期待値の関係は、平戸測候所の1940年から1969年までの29年間の観測値の資料より、

$$y = 4.99x + 18.78$$

また、再現期間 R 、構造物の耐用年数 a および非超過率 q の関係は次のとおりである。

$$R = \frac{1}{1 - q^{1/a}}$$

平戸大橋の場合、最終的に耐用年数50年、非超過確率 0.6、再現期間 98.4年として、基本風速は $V_{10} = 41.7 \text{ m/sec}$ と定められた。また、設計風速は、基本風速を高度、水平補正することにより次の式で求められる。

$$V = V_{10} \times M_H \times M_L$$

ここで、

V : 設計風速

V_{10} : 基本風速

M_H : 高度による補正係数

M_L : 水平長による補正係数

以上より求められた設計風速を、台風12号による風速と併せて、表-1に示す。

表-1 平戸大橋の計算風速

	設計(m/sec)	台風12号(m/sec)
吊構造部	58.6	64.0
ケーブル	63.2	64.0

第3章 風荷重を受ける吊橋の解析理論

3.1 解析手法の概要[3,4]

風荷重を受ける場合、吊橋の水平変位は大きく、ケーブルの非線形性が効いてくる。また、風荷重が抗力、揚力、空力モーメントのように各成分を持っているので、連成を考慮した解析が必要となってくる。

そこで、解析にあたり、鉛直たわみ、ねじれおよび水平横たわみの各変形が連成した薄断面ばりとしての基礎方程式を採用する。この方程式は補剛桁のキャンバーによる初期曲率 κ 、ハンガー取り付け点と補剛桁重心距離 a の影響が考慮されており、ケーブルの変形には、幾何学的非線形項が含まれている。

3.2. 吊橋の一般図および記号

解析上の吊橋の一般図および断面図を、図-2, 3に示す。また、本論文では次の記号を用いた。

- l : 補剛桁中央径間長(m)
- f : ケーブルサグ (m)
- h_T : タワーハンガー点でのハンガーの長さ(m)
- f^* : キャンバーサグ(m)
- d : 補剛桁の高さ(m)
- b : 主ケーブル間隔(m)
- e : 補剛桁せん断中心と重心との距離(m)
- a : 補剛桁の重心と上弦材中心の距離(m)
- $x_0(z)$: 吊橋完成時のケーブル形状(m)
- $x_1(z)$: 吊橋完成時の補剛桁のキャンバー(m)
- $h(z)$: ハンガー長(m)
- L_s : ケーブル形状長(m)
- L_T : ケーブル温度応力長(m)
- γ_1, γ_2 : ケーブルの水平角(rad)
- I_v : 補剛桁の鉛直方向断面2次モーメント(m^4)
- I_h : 補剛桁の水平方向断面2次モーメント(m^4)
- J : 補剛桁のねじれ剛性(m^6)
- I_ω : 補剛桁の曲げねじれ剛性(m^6)
- A_o : 補剛桁の断面積(m^2)
- A_c : 主ケーブルの断面積(m^2)
- κ : 補剛桁の曲率($1/m$)
- H_w : 死荷重によるケーブルの水平張力(t)
- $H_{w,i}$: 活荷重によるケーブルの水平張力(t)
- w_o : 補剛桁の単位長さ当り死荷重(t/m)
- w_a : ケーブルの単位長さ当り死荷重(t/m)

$p_v(z)$: 補剛桁に作用する鉛直方向活荷重(t/m)
 $p_h(z)$: 補剛桁に作用する水平方向活荷重(t/m)
 $p_o(z)$: ケーブルに作用する水平方向活荷重(t/m)
 $m_t(z)$: 補剛桁図心のねじりモーメント荷重(t)
 $u(z)$: 補剛桁図心の鉛直変位
 $u_t(z)$: ケーブルの鉛直変位
 $v(z)$: 補剛桁図心の水平変位
 $\bar{v}_t(z)$: ケーブルの水平変位(m)
 $\bar{w}_t(z)$: ケーブルの軸方向変位(m)
 $\phi(z)$: 補剛桁せん断中心のねじれ回転角(rad)
 $\theta_t(z)$: ハンガーの傾斜角(rad)
 E : 鋼の弾性係数(t/m²)
 E_o : ケーブルの弾性係数(t/m²)
 G : 鋼のせん断弾性係数(t/m²)
 $V(z)$: 風速(m/sec)
 $\alpha(z)$: 風の迎え角(rad)
 ρ : 風の密度(t・sec²/m⁴)
 C_D : 補剛桁の抗力係数
 C_L : 補剛桁の揚力係数
 C_M : 補剛桁の空力モーメント係数
 A_D : 補剛桁の有効鉛直投射面積(m²)
 A_L : 補剛桁の水平投射面積(m²)

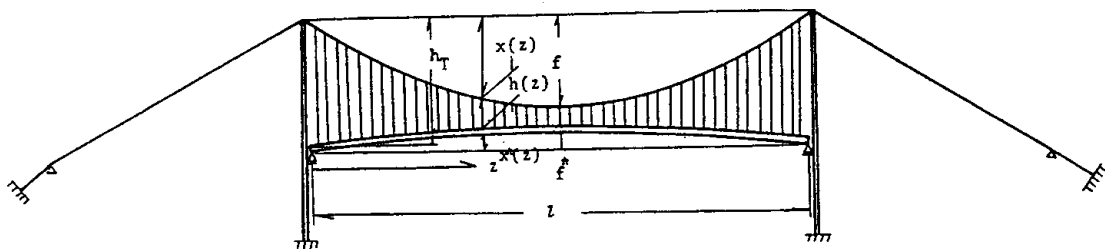


图-2 一般图

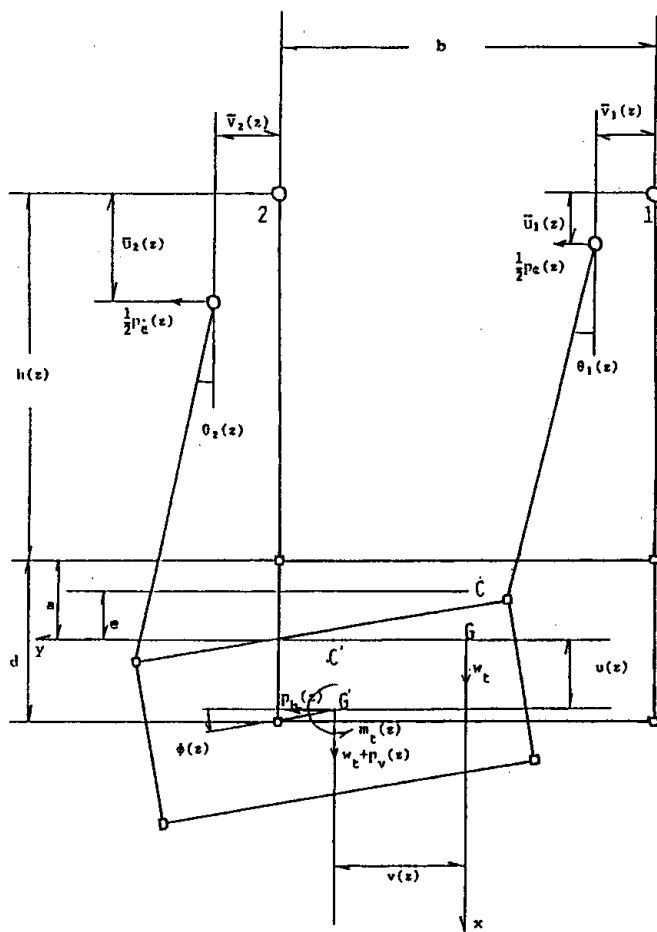


图-3 断面图

3.3. 解析上の基礎的仮定

- (1) ケーブルは完全に可撓である。
- (2) ケーブルおよび補剛桁の単位長さ当りの死荷重および断面性能は各径間ごとに一定である。
- (3) 補剛桁の断面は左右対称である。
- (4) 塔の伸縮および曲げを無視する。
- (5) ケーブルおよび補剛桁の死荷重はケーブルのみに支えられる。
- (6) ハンガーは非常に密に配置されており、ケーブルと補剛桁は連続的にハンガーに連結される。
- (7) ハンガーは垂直で、載荷によるひずみを無視する。
- (8) 補剛桁は薄肉断面ばりとみなされ、一般のはり理論が成立する。
- (9) ケーブルおよび補剛桁の変形は微小で、フックの法則が成立する。
- (10) 補剛桁の軸方向変位を無視する。
- (11) ケーブルの傾斜角は載荷後も一定で、ケーブルの定着点では不動である。
- (12) 載荷に伴うハンガーの軸方向傾斜は無視する。
- (13) 補剛桁の鉛直断面の図心に水平、鉛直およびねじりモーメントからなる外力が作用する。ケーブルは水平外力のみが作用する。
- (14) ケーブルの水平張力は塔上で連続する。
- (15) 吊橋のキャンパーは中央径間で放物線、側径間で直線とする。
- (16) 吊橋の中央径間のキャンパーによる初期曲率は小さい。よって、補剛桁の解析にあたっては等価な円弧に近似する。

3.4 基礎方程式

以上のような仮定にもとづいて、風荷重を受ける吊橋の基礎方程式を求めれば、次のように得られる。

$$\begin{aligned}
 & \cdot EI_v u^{(4)} - (2H_w + H_{p1} + H_{p2}) u' + (H_{p1} - H_{p2}) \frac{b}{2} \phi' = p_v - (H_{p1} + H_{p2}) \frac{8f}{l^2} \\
 & \cdot (H_{p2} - H_{p1}) \frac{b}{2} u' + EI_h \phi^{(4)} - (GJ - 2\kappa EI_{yh}) \phi' - (2H_w + H_{p1} + H_{p2}) \frac{b^2}{4} \phi' + EI_h \kappa^2 \phi - E(I_{yh} - \kappa I_h) v^{(4)} \\
 & + \kappa (I_{yh} - \kappa EI_h - GJ) v' + a(P_v + w_t) \theta = m_t + (H_{p2} - H_{p1}) \frac{4b}{l^2} f \quad (1) \\
 & \cdot -E(I_{yh} - I_h \kappa) \phi^{(4)} - \kappa (EI_h - I_{yh} \kappa + GJ) \phi' + E(I_h - 2I_{yh} \kappa + I_h \kappa^2) v^{(4)} - GJ \kappa^2 v' + (p_v + w_t) \theta = p_h \\
 & \cdot (2H_w + H_{p1} + H_{p2}) \bar{v}' + (P_v + w_t) \theta = -P_o \\
 & \cdot h \theta = v - \bar{v} + a \phi
 \end{aligned}$$

また、ケーブル方程式は次のように求められる。

$$H_{pi} = -\frac{E_L A_c}{L_z} \left\{ \int \{ x_o' \int u_i dz - \frac{1}{2} \int u_i'^2 dz - \frac{1}{2} \int v_i'^2 dz - \alpha_T \Delta T L_T \} \right\} \quad (2)$$

(1)式を用いて、3分力を考慮した一様分布の風荷重を受ける場合の静的挙動を解析する。風荷重はその大きさが変形とともに変化する非保存系であるために、厳密には、保存系としては誘導した方程式には適用できないが、静的問題では第1近似値として有効であると考えられる。

3.5. 風荷重のモデル化

構造物に風が作用すると構造物の空力特性によって定まった抗力、揚力および空力モーメントの特性曲線が求まる。吊橋においては特に、補剛桁断面の耐風特性を検証する意味から、2次元模型による風洞実験が行われている。迎え角 α について、各係数は次のように線形化される。

$$\begin{aligned}\bar{C}_D(\alpha) &= C_D(\alpha) + \left(\frac{dC_D}{d\alpha}\right) \cdot \phi \\ \bar{C}_L(\alpha) &= C_L(\alpha) + \left(\frac{dC_L}{d\alpha}\right) \cdot \phi \\ \bar{C}_M(\alpha) &= C_M(\alpha) + \left(\frac{dC_M}{d\alpha}\right) \cdot \phi\end{aligned}\quad (3)$$

したがって、吊橋に作用する活荷重は、風荷重を用いて次のように表される。

$$\begin{aligned}p_v &= -\frac{1}{2} \rho V^2 \bar{C}_L A_L = -L_t - L_t^* \phi \\ p_h &= \frac{1}{2} \rho V^2 \bar{C}_D A_D = D_t + D_t^* \phi \\ m_t &= \frac{1}{2} \rho V^2 \bar{C}_M A_L = M_t + M_t^* \phi \\ p_o &= \frac{1}{2} \rho V^2 A_{Dc} = D_o\end{aligned}\quad (4)$$

ここで、

$$\begin{aligned}L_t &= \frac{1}{2} \rho V^2 \bar{C}_L A_L, \quad L_t^* = \frac{1}{2} \rho V^2 \left(\frac{d\bar{C}_L}{d\alpha}\right) \cdot A_L, \quad D_t = \frac{1}{2} \rho V^2 \bar{C}_D A_D \\ D_t^* &= \frac{1}{2} \rho V^2 \left(\frac{d\bar{C}_D}{d\alpha}\right) \cdot A_D, \quad M_t = \frac{1}{2} \rho V^2 \bar{C}_M A_L, \quad M_t^* = \frac{1}{2} \rho V^2 \left(\frac{d\bar{C}_M}{d\alpha}\right) \cdot A_L\end{aligned}$$

3.6 ガラーキン法による解法

吊橋のケーブルの形はサグ f なる放物線、側径間のキャンバーはサグ f^* なる放物線とすれば、ハンガー長は次のとおりである。

$$h(z) = h_T - (x_o + x^*) = 4(f + f^*)z^2 / l^2 - 4(f + f^*)z / l + h_T \quad (5)$$

吊橋の塔が変形しないとすれば、補剛桁およびケーブルの境界条件は次のとおりである。

$$\begin{aligned}
 u(0) &= u(\ell) = 0, & u'(0) &= u'(\ell) = 0 \\
 \phi(0) &= \phi(\ell) = 0, & \phi'(0) &= \phi'(\ell) = 0 \\
 v(0) &= v(\ell) = 0, & v'(0) &= v'(\ell) = 0 \\
 \bar{v}(0) &= \bar{v}(\ell) = 0, & \theta'(0) &= \theta'(\ell) = 0
 \end{aligned} \tag{6}$$

この境界条件を満足する変形形状を、次のようにフーリエ級数の形に仮定する。

$$\begin{aligned}
 u(z) &= \sum_n a_n \sin n\pi \xi, & \phi(z) &= \sum_n b_n \sin n\pi \xi \\
 v(z) &= \sum_n c_n \sin n\pi \xi, & \bar{v}(z) &= \sum_n d_n \sin n\pi \xi \\
 \theta(z) &= \sum_n e_n \sin n\pi \xi, & \xi &= z/\ell
 \end{aligned} \tag{7}$$

(5)式、(7)式を(1)式に代入して、ガラーキン法を適用すれば未定定数を求めるための連立方程式が得られる。

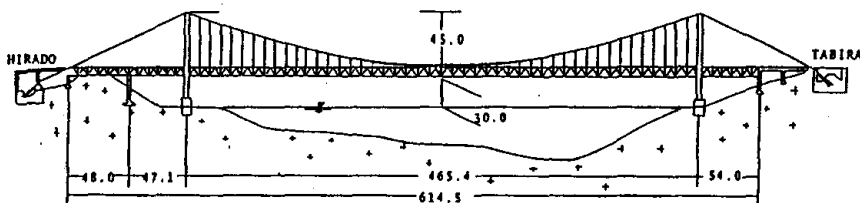
$$\begin{aligned}
 & \cdot \{EI_v (\frac{n\pi}{\ell})^4 + (2H_v + H_{P1} + H_{P2}) (\frac{n\pi}{\ell})^2 + EA \cdot \kappa^2\} a_n + \{-\frac{b}{2} (H_{P1} - H_{P2}) (\frac{n\pi}{\ell})^2 + L_t^* \} b_n \\
 & = -\frac{2}{n\pi} \{L_t + (H_{P1} + H_{P2}) \frac{8f}{\ell^2}\} \{1 - (-1)^n\} \\
 & \cdot -\frac{b}{2} (H_{P1} - H_{P2}) (\frac{n\pi}{\ell})^2 a_n + \{EI_\omega (\frac{n\pi}{\ell})^4 + \{GJ - 2\kappa EI_{\gamma\omega} + \frac{b^2}{4} (2H_v + H_{P1} + H_{P2})\} \\
 & (\frac{n\pi}{\ell})^2 + EI_h \kappa^2 - M_t^* \} b_n + \{E(\kappa I_\omega - I_{\gamma\omega}) (\frac{n\pi}{\ell})^4 + \kappa (GJ + EI_h - E\kappa I_{\gamma\omega}) (\frac{n\pi}{\ell})^2\} c_n \\
 & - a(L_t - w_t) e_n = \frac{2}{n\pi} \{M_t + \frac{b}{2} (H_{P1} - H_{P2}) \frac{8f}{\ell^2}\} \{1 - (-1)^n\} \\
 & \cdot \{-E(I_{\gamma\omega} - I_\omega \kappa) (\frac{n\pi}{\ell})^4 + \kappa (GJ + EI_h - EI_{\gamma\omega} \kappa) (\frac{n\pi}{\ell})^2 - D_t^* \} b_n + \{E(I_h - 2I_{\gamma\omega} \kappa + I_\omega \kappa^2) \cdot \\
 & (\frac{n\pi}{\ell})^4 + GJ \kappa^2 (\frac{n\pi}{\ell})^2\} c_n - (L_t - w_t) e_n = \frac{2}{n\pi} \{1 - (-1)^n\} D_t \\
 & \cdot -(2H_v + H_{P1} + H_{P2}) (\frac{n\pi}{\ell})^2 d_n - (L_t - w_t) e_n = -\frac{2}{n\pi} \{1 - (-1)^n\} D_v \\
 & \cdot a b_n + c_n - d_n - \{h_s - 2(f + f^*) (\frac{1}{3} + \frac{1}{n^2 \pi^2})\} e_n = \frac{32(f + f^*)}{\pi^2} \sum \frac{mn}{\pi(m^2 - n^2)^2} e_n
 \end{aligned} \tag{8}$$

また、ケーブル方程式は、次のように表される。

$$H_{P1} = \frac{E_s A_s}{L_s} \left\{ \frac{16f}{\pi \ell} \sum \frac{1}{n} (a_n \pm \frac{b}{2} b_n) + \frac{\pi^2}{4 \ell} \sum n^2 d_n^2 - \alpha_T \Delta T L_T \right\} \tag{9}$$

平戸大橋の側面図および断面図を、それぞれ図-4、図-5に示す。その構造諸元は次に示すとおりである。

また、空気の密度 $\rho = 0.125 \text{ kg/sec/m}^3$ として求められる。設計風速ならびに台風12号による風荷重を、それぞれ表-2、表-3に示す。図-6は風荷重を求めるために、平戸大橋の風洞実験より得られた抗力、揚力および空力モーメントの係数である[2]。



- 16 -

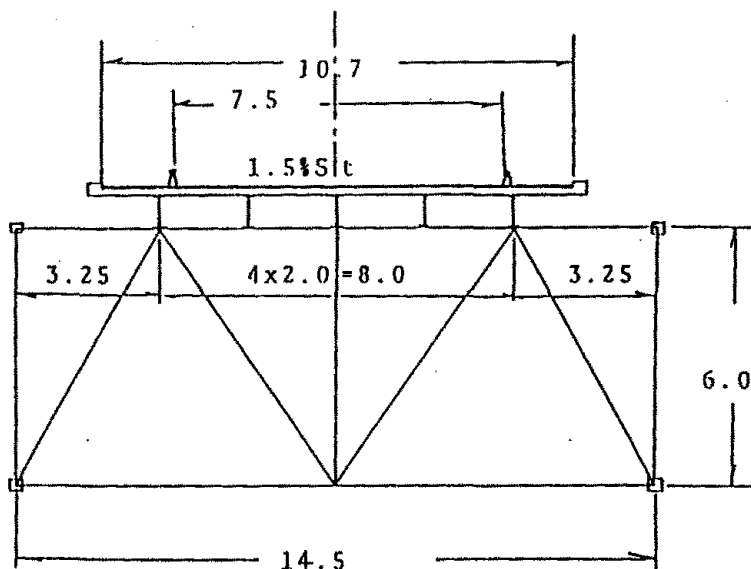


図-5 標準断面図

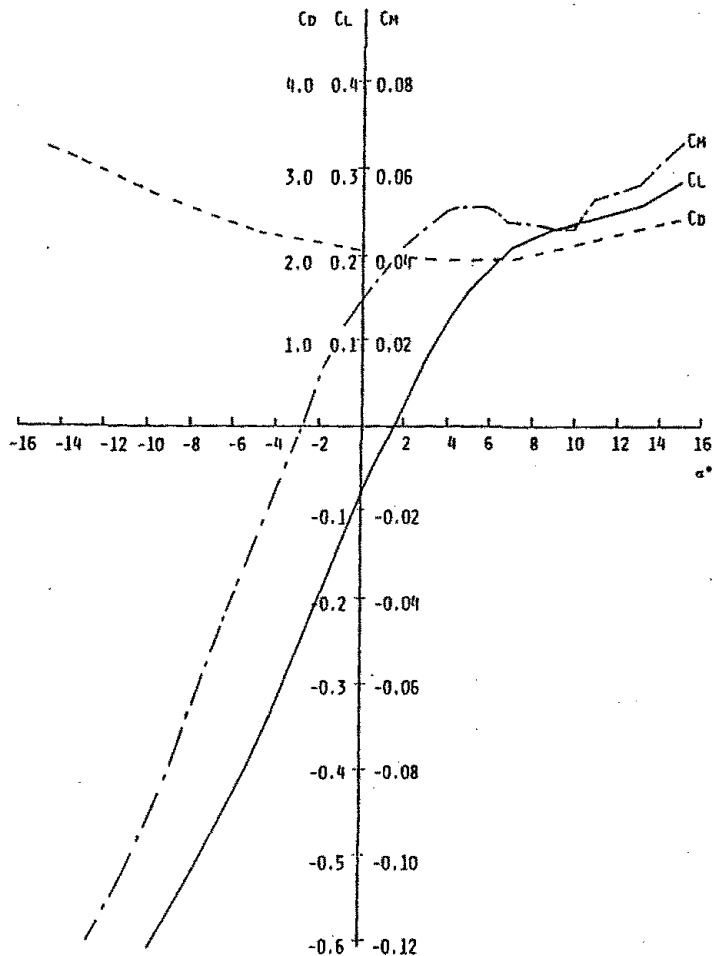


図-6 断面の3分力係数

表-2 設計風速による平戸大橋の風荷重

	L_t (t/m)	L_t^* (t/m)	D_t (t/m)	D_t^* (t/m)	D_o (t/m)	M_t (tm/m)	M_t^* (tm/m)
0°	-0.276	11.253	1.564	-1.696	0.716	1.291	18.976
3°	0.241	8.488	1.494	-0.816	0.716	2.292	10.933
-3°	-0.829	12.539	1.661	-2.112	0.716	-0.323	35.736

表-3 台風12号による平戸大橋の風荷重

	L_t (t/m)	L_t^* (t/m)	D_t (t/m)	D_t^* (t/m)	D_o (t/m)	M_t (tm/m)	M_t^* (tm/m)
0°	-0.392	13.423	1.866	-2.023	0.734	1.540	22.635
3°	0.287	10.124	1.782	-0.973	0.734	2.734	13.041
-3°	-0.989	14.957	1.981	-2.519	0.734	-0.385	42.626

第4章 平戸大橋の台風12号による変形とその考察

設計風速と台風12号による風圧を受ける平戸大橋の変形の数値解析結果を表-4、5および図-7～11に示す。表-4は風の迎え角 $\alpha = -3^\circ, 0^\circ, 3^\circ$ に対する活荷水平張力 H_{p1} 、 H_{p2} 、補剛桁中央断面の水平変位 u 、ねじれ角 ϕ 、水平横たわみ v 、ケーブルの水平横たわみ \bar{v} 、ハンガーの傾斜角 θ および補剛桁の支承における水平回転角 γ の計算結果である。また、表-5は設計風速と台風12号による変位の増加率である。図-7～11は台風12号による変位を示す。

図-7に補剛桁鉛直変位 u を示す。風の迎え角 $\alpha = 0^\circ$ のとき、補剛桁はほとんど垂直変位を起こさない。 $\alpha = 3^\circ, -3^\circ$ のとき18cm程度の変位が生じる。また、表-5より台風12号によって鉛直変位は $\alpha = 3^\circ, -3^\circ$ で30%、14%それぞれ増加することがわかる。補剛桁の鉛直変位において、ケーブルの水平変位による鉛直変位も考慮するため、風が補剛桁を押し上げる、つまり $\alpha = 3^\circ$ の作用を受けるときに不利となる。 $\alpha = 0^\circ$ のとき、その変位の増加率が265%であるが、変位そのものが、 $\alpha = 3^\circ, -3^\circ$ に比べて微小であるため無視できる。

図-8、9はそれぞれ補剛桁とケーブルの水平変位 v 、 \bar{v} である。風の迎え角 α の影響はほとんど受けない。

図-10に示すハンガーの傾斜角 θ は風の迎え角の影響をあまり受けないが径間中央に近づくとき急激に大きくなる。これは、径間中央では塔付近に比べて、ハンガー長が短いためである。

図-11に補剛桁のねじれ角 ϕ を示す。平戸大橋は2車線2歩道で幅員が14.5mと狭いためねじれに対する剛性が小さく、他の吊橋に比較してそのねじれ角は大きい。ねじれ角は迎え角の影響をかなり受け、特に $\alpha = -3^\circ$ の風的作用を受ける場合に不利となる。表-4から、ねじれ角は $\alpha = -3^\circ$ のとき、 $\alpha = -0^\circ$ の場合に比べて約3倍になることがわかる。また、表-5より設計風速に比べて台風12号では、ねじれ角が約20%増加していることがわかる。

補剛桁の支承部における水平回転角 γ による橋軸方向の変位差も $\alpha = -3^\circ$ で最大となり、その変位差は幅員 \times 支承回転角 $\gamma = 1450 \times 0.027 = 39\text{cm}$ である。これより、支承部においてその許容範囲を越えた回転角が生じた可能性があると考えられる。実際に、第2章に示したようにその破損箇所は、橋軸方向の力に弱い支持桁に集中している。橋の遊間寸法の拡大、伸縮装置の破損がそれである。よって、橋の破損の原因は、センタースティの緩みによる橋軸方向変位の増大および支承部における補剛桁水平回転角増大に伴う、これまでに経験のない軸方向への動き、と推察できる。

表-5において、台風12号による外力の増加（風速の自乗の比）19%に比べ、 v 、 \bar{v} の増分は17%で約2%少ない。これはケーブルの幾何学的非線形性の影響と考えられる。

橋の遊間寸法は、設計寸法20mmに対し、台風12号の風速64.0m/secの作用により、100mm～200mmに拡大した。この時の橋軸方向変位は39cmである。橋の変位は風速の2乗の比に比例する。よって、これより逆に考えると、遊間寸法20mmに対する風速は約15m/secとなり、設計風速58.6m/secの約4分の1である。遊間寸法についても検討を加える必要が

あるといえる。

表-4 風荷重を受ける平戸大橋の変形

α	設計風速58.6m/sec			台風12号最大風速64.0m/sec		
	-3°	0°	3°	-3°	0°	3°
H_{p1} (t)	298.20	103.72	-63.05	360.89	142.80	-74.53
H_{p2} (t)	206.50	73.54	-56.74	251.45	107.74	-66.20
u (m)	0.1560	0.0020	-0.139	0.1770	0.0073	-0.180
$\phi \times 10^3$ (rad)	-6.353	-2.307	0.103	-7.591	-2.693	0.182
v (m)	3.270	3.135	3.052	3.831	3.676	3.593
v (m)	3.055	2.933	2.857	3.571	3.430	3.354
θ (rad)	0.131	0.125	0.121	0.159	0.152	0.148
γ (rad)	0.023	0.022	0.021	0.027	0.026	0.025

表-5 変位の増加倍率

α	-3°	0°	3°
H_{p1}	1.21	1.38	1.18
H_{p2}	1.22	1.47	1.17
u	1.14	3.65	1.30
ϕ	1.20	1.17	1.77
v	1.17	1.17	1.18
v	1.17	1.17	1.17
θ	1.21	1.22	1.22
γ	1.17	1.18	1.19

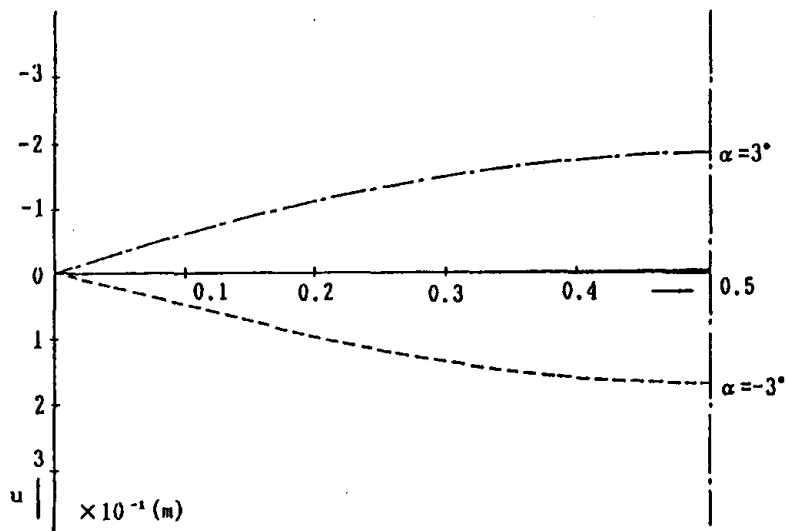


図-7 補剛桁の鉛直変位 $u \times 10^{-10}$ (m)

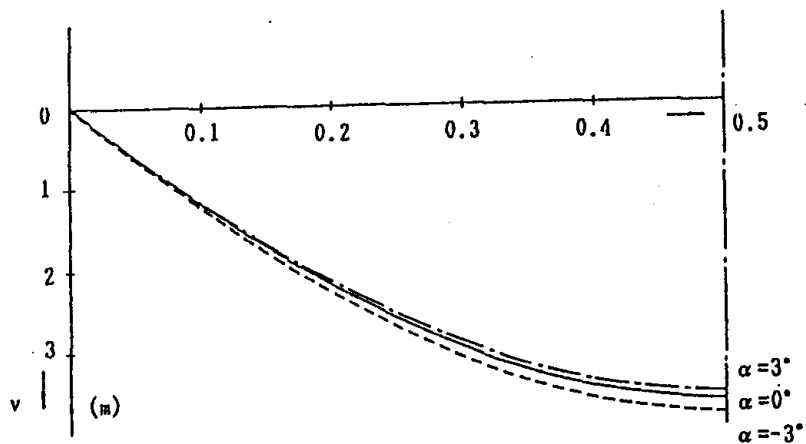


図-8 補剛桁の水平変位 v (m)

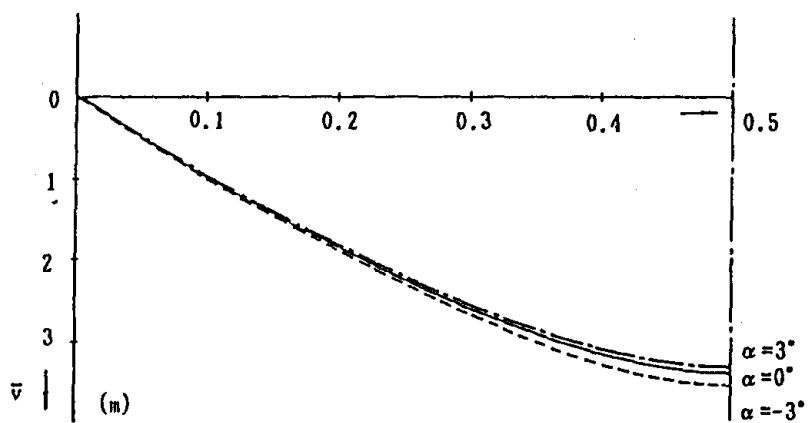


図-9 ケーブルの水平変位 \bar{v} (m)

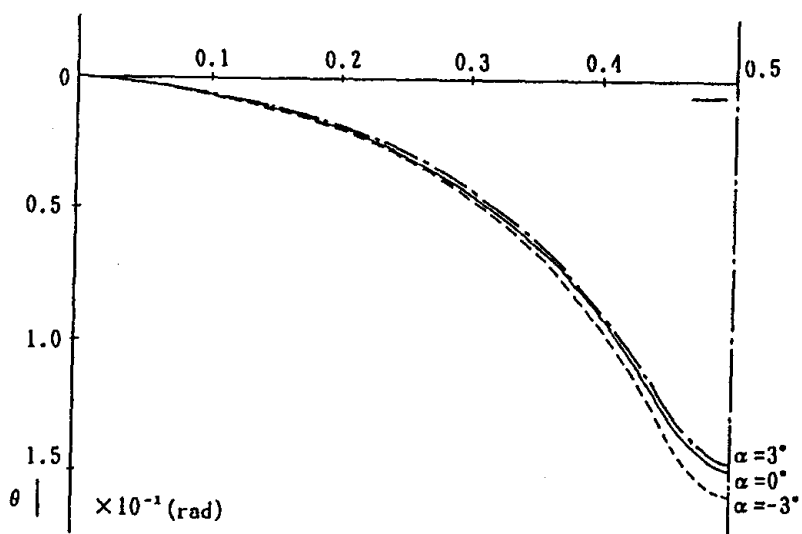


図-10 ハンガーの傾斜角 $\theta \times 10^{-1}$ (rad)

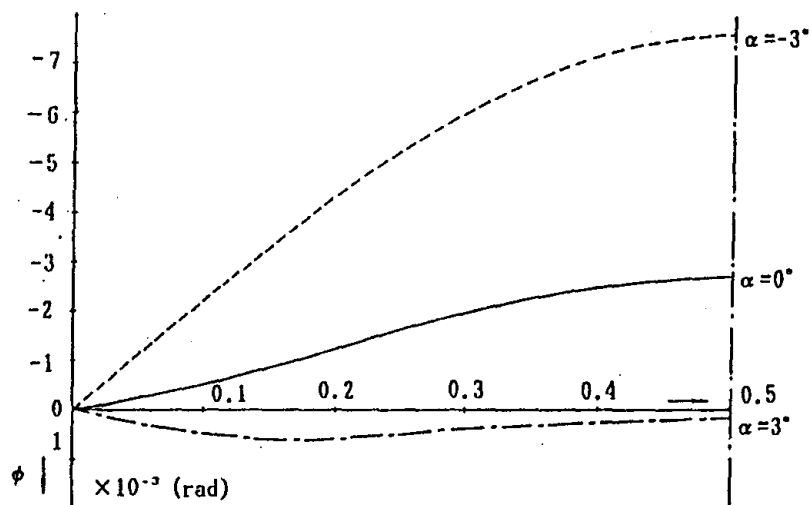


図-11 補剛桁のねじれ角 $\phi \times 10^{-3} \text{ (rad)}$

第5章 まとめ

本研究は、台風12号による平戸大橋の変形解析を行ったものである。得られた結果をまとめると次のとおりである。

(1) 平戸大橋は幅員が狭いために、ねじれに対する剛性が小さく、ねじれが他の吊橋に比べて大きい。補剛桁のねじれ角は迎え角の影響を受け、特に負の場合不利となる。

(2) 補剛桁の支承部の回転角による橋軸方向の変位は39cmとなり、支承部の許容回転角をはるかに超えた可能性がある。実際に、平戸大橋の破損は、橋軸方向の力に弱い部分に集中している。これより、支承部の回転角に伴い破損が生じたと思われる。

(3) 台風12号により設計風速と比べて外力が約19%増加した。それに伴って変位も20%前後増加する。

本研究を行うにあたって、資料を提供して頂いた長崎県土木部道路建設課小松橋梁係長に感謝いたします。また、数値計算にあたっては、卒論生岩永政昭氏(現在 PSコンクリート欄)のお世話になったことを付記する。

第6章 参考文献

- 1) 長大綱：平戸大橋台風12号による被害調査報告(中間報告)、昭和62年9月
- 2) 建設省土木研究所構造研究室：平戸大橋基本調査耐風調査報告書、pp.1-4、昭和46年3月
- 3) 平井敦：鋼橋Ⅲ、技報堂、昭和49年9月
- 4) 高橋・室井・平野：連成を考慮した吊橋の基礎方程式およびその風荷重への応用、土木学会論文報告集、277号、pp.25-40、1978年9月

1987年 8 月台風12号による
平戸大橋の変形解析に関する報告書

平成元年 9 月21日 発行

発行者

長崎大学工学部土木工学科

高橋和雄

〒852 長崎市文教町 1 -14

TEL0958-47-1111 (内)2710

FAX0958-48-3624
